

ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA DE EDIFICIOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS Y EXCÉNTRICAS

**Comparative analysis of the assessment of energy dissipation
capacity of steel buildings with concentrically and eccentrically
braces**

Edelis Del Valle Márquez, William Lobo-Q[†]

Universidad De Los Andes. Mérida. Venezuela

Correo Electrónico : edelismarquez@gmail.com.

Juan Carlos Vielma

Universidad de los Andes. Mérida. Venezuela. Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado. Decanato de Ingeniería Civil, Av. La Salle entre Av. Las Industrias y Av. Benítez. Barquisimeto (3001). Venezuela. Universidad de las Fuerzas Armadas. Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción. Av. General Rumíñahui. Sangolquí. Ecuador.

Correo Electronico: jcvielma@ucla.edu.ve / jcvielma@espe.edu.ec

RESUMEN

En el presente trabajo se ha realizado un estudio comparativo del comportamiento de edificios regulares de acero de 4, 6, 8 y 10 pisos, diseñados bajo las especificaciones de las normas venezolanas vigentes y reforzándolos con diferentes configuraciones de diagonales, empleando análisis estático no lineal y análisis dinámico incremental. Un total de 24 casos han sido estudiados mediante modelos matemáticos tridimensionales y planos haciendo uso de programas de análisis no lineal. El edificio base está formado por pórticos resistentes a momentos, los cuales se han reforzado adicionando en el vano central de los pórticos perimetrales diferentes configuraciones de diagonales concéntricas y excéntricas, utilizando longitud de eslabones cortas para garantizar la plastificación predominantemente a corte.

La metodología empleada consiste en obtener de las curvas de capacidad y las curvas IDA, hacer la respectiva aproximación bilineal, obtener los puntos de plastificación y de capacidad última, para así obtener estimaciones de parámetros importantes de la respuesta sismorresistente como ductilidad, reserva de resistencia, rigidez y, considerando de las áreas bajo las curvas estimar la energía disipada por amortiguamiento histerético, energía de deformación elástica y amortiguamiento equivalente.

El patrón de comportamiento obtenido de cada configuración fue similar en ambos tipos de análisis empleados, observándose que los casos sin diagonales poseen las más bajas rigideces y resistencias laterales pero buena capacidad de deformación. Por su parte, la otra condición extrema la poseen los casos de pórticos con diagonales concéntricas, los cuales resultan con las más altas rigideces y resistencias pero poca capacidad de deformación, por

consiguiente estas estructuras poseen una baja ductilidad y capacidad de disipación de energía bajo cargas sísmicas. Cuando los eslabones están presentes se obtienen curvas con rigideces intermedias en comparación con los pórticos resistentes a momentos y los pórticos con diagonales concéntricas y logran los mejores comportamientos en cuanto a ductilidad y disipación de energía.

ABSTRACT

In this work a comparative study has been made on the behavior of steel regular buildings structures of 4, 6, 8 and 10 stories, designed according to current Venezuelan codes and reinforce them with different configurations of braces, considering nonlinear static and incremental dynamic analysis (IDA). A total of 24 cases have been analyzed with 3D and 2D mathematical models using no lineal analysis computer programs. The basic building consists of a moment resisting frame structure which has been reinforced with different concentric and eccentric bracing configurations located in the central span of each external frame around the perimeter. In all cases of eccentric bracing, short length links were used to ensure a shear failure.

The methodology used consist in obtaining the capacity or pushover curves and IDA curves, in making the corresponding bilinear approximation to obtain the yield point, ultimate- capacity point in order to estimate important aspects of seismic response such as: ductility, overstrength, stiffness and, considering these areas under the curves, to estimate the energy dissipated by hysteretic damping, elastic strain energy and equivalent damping. Regarding the results, the behavior of each configuration for both types of analysis used was similar. The cases without braces have the lowest lateral strength and stiffness but a good deformation capacity, in turn. The other extreme condition, the concentric bracing cases, resulted with higher stiffness and resistance but the lowest deformation capacity, therefore these structures have low ductility and energy dissipation capacity under seismic loading. When the links are present, curves with intermediate stiffness and strengths are obtained when compared to the moment resisting frame cases and concentric bracing cases and the best performance in terms of ductility and energy dissipation capacity.

1. INTRODUCCIÓN

En los países en desarrollo resulta necesario diseñar edificios de acero económicos, con alguna condición que permita obtener disipación de energía adicional bajo acciones sísmicas, a la dada por los diseños convencionales con pórticos resistentes a momentos (MRF, por sus siglas en ingles) debido a la reducida posibilidad de usar dispositivos más costosos como aisladores en la base y disipadores de energía. Por tanto, es conveniente contar con alguna solución práctica para el diseño de nuevas estructuras y/o la rehabilitación de estructuras existentes en zonas de alta amenaza sísmica que fueron diseñadas y construidas bajo códigos sísmicos antiguos, y ahora se conoce que proporcionan inadecuada seguridad bajo fuerzas sísmicas. Los pórticos con

diagonales excéntricas (EBF, por sus siglas en inglés) pueden ser una solución viable para obtener suficiente rigidez, resistencia y capacidad de disipación de energía, Márquez *et al* [1, 2].

El comportamiento de las estructuras bajo acciones sísmicas depende de múltiples factores como el sistema empleado para resistir las fuerzas laterales, materiales de construcción y configuraciones estructurales. El comportamiento de estos factores suele presentar importantes diferencias, por lo tanto, las deformaciones de los sistemas estructurales, acciones resistentes y energía disipada ocurren de diferentes maneras. Para lograr un comportamiento sísmico satisfactorio, el sistema estructural debe poseer adecuada rigidez y resistencia, alta ductilidad, amortiguamiento, estabilidad y redundancia [3]. Algunos sistemas resistentes a fuerzas laterales poseen solo algunas de estas propiedades, en estos casos pueden combinarse diferentes sistemas o componentes estructurales para mejorar la respuesta sísmica global, por ejemplo, los sistemas duales que combinan pórticos con componentes que arriostran y son más efectivos que utilizar cualquiera de los componentes por separado.

Muchas variantes existen en pórticos con diagonales, constituyendo uno de los sistemas más eficientes para resistir fuerzas sísmicas. Mediante una adecuada distribución de elementos rigidizadores, es posible mantener las ventajas de las estructuras con pórticos resistentes a momentos (MRF) y a la vez obtener una estructura con mayor rigidez y resistencia ante cargas laterales [4,5]. Sin embargo deben cuidarse algunos aspectos que pueden hacer que el comportamiento sísmico de estos sistemas sea inadecuado [6]. Por la extrema diferencia de rigidez que existe entre las zonas rigidizadas y el resto de la estructura, las fuerzas sísmicas se concentran en dichas zonas y así se transmiten a áreas concentradas de la fundación. Pueden producirse además solicitaciones excesivas en los elementos que se conectan al resto de la estructura con las zonas rigidizadas.

Investigaciones han demostrado que edificaciones que usan pórticos con arriostramientos excéntricos (EBF), poseen la capacidad de combinar una alta rigidez en el rango elástico, conjuntamente con una excelente ductilidad y disipación de energía en el rango inelástico. En el rango elástico, la rigidez lateral es comparable a la de un pórtico con diagonales concéntricas (CBF), particularmente cuando la viga eslabón es corta. En el rango inelástico EBF, presentan un comportamiento dúctil estable bajo severos ciclos de carga, comparable a los MRF [7].

La norma venezolana COVENIN 1756-2001 [8], establece la clasificación de las estructuras según su uso, nivel de diseño, tipo y regularidad estructural. En la clasificación según el tipo de estructura establece cuatro tipos de sistemas resistentes a sismos, en función de los elementos estructurales que deban soportar las acciones sísmicas y las cargas verticales. Los CBF y EBF, pertenecen a la clasificación Tipo III; Los MRF a la tipo I; y la tipo II corresponde a la combinación de la tipología I y III.

La diferencia entre las diagonales concéntricas y excéntricas radica en que en CBF las columnas, vigas y arriostramientos (zonas de disipación de

energía) se interceptan en un punto y se espera que estos plastifiquen bajo moderadas a altas magnitudes de movimientos sísmicos; mientras que los EBF está compuesto de columnas, vigas y arriostramientos en los cuales, al menos un extremo del arriostramiento se conecta a la viga en una distancia de la conexión viga – columna. La distancia entre la viga y la conexión del arriostramiento, o entre las conexiones de los arriostramientos se denomina “eslabón”, siendo esta la zona de disipación de energía. El objetivo del diseño de esta tipología estructural (EBF) es crear un sistema en el cual la plastificación ocurra primero en los eslabones.

2. METODOLOGÍA

La metodología utilizada consiste en el diseño de edificios de acero de 4, 6, 8 y 10 pisos, empleando pórticos resistentes a momentos, los cuales corresponden a los edificios base de diseño. Posteriormente estos han sido reforzados incorporando diferentes configuraciones de diagonales concéntricas y excéntricas (configuraciones que se describen más adelante). Una vez realizados los diseños, se entra en la etapa de análisis, donde se ha empleado análisis elástico modal para conocer periodos, formas modales y derivas de entrepiso, y análisis no lineales: análisis estático no lineal y dinámico incremental de los cuales se obtienen las denominadas curvas de capacidad y curvas IDA respectivamente, y a partir de estas realizar las respectivas aproximaciones bilineales, para así obtener los puntos de plastificación y de capacidad última, datos necesarios para obtener las estimaciones por medio de las ecuaciones correspondiente de ductilidad, reserva de resistencia, rigidez y, considerando de las áreas bajo las curvas la energía disipada por amortiguamiento histerético, energía de deformación elástica y amortiguamiento equivalente.

En la figura 1 se presenta de manera esquemática el procedimiento general descrito anteriormente.

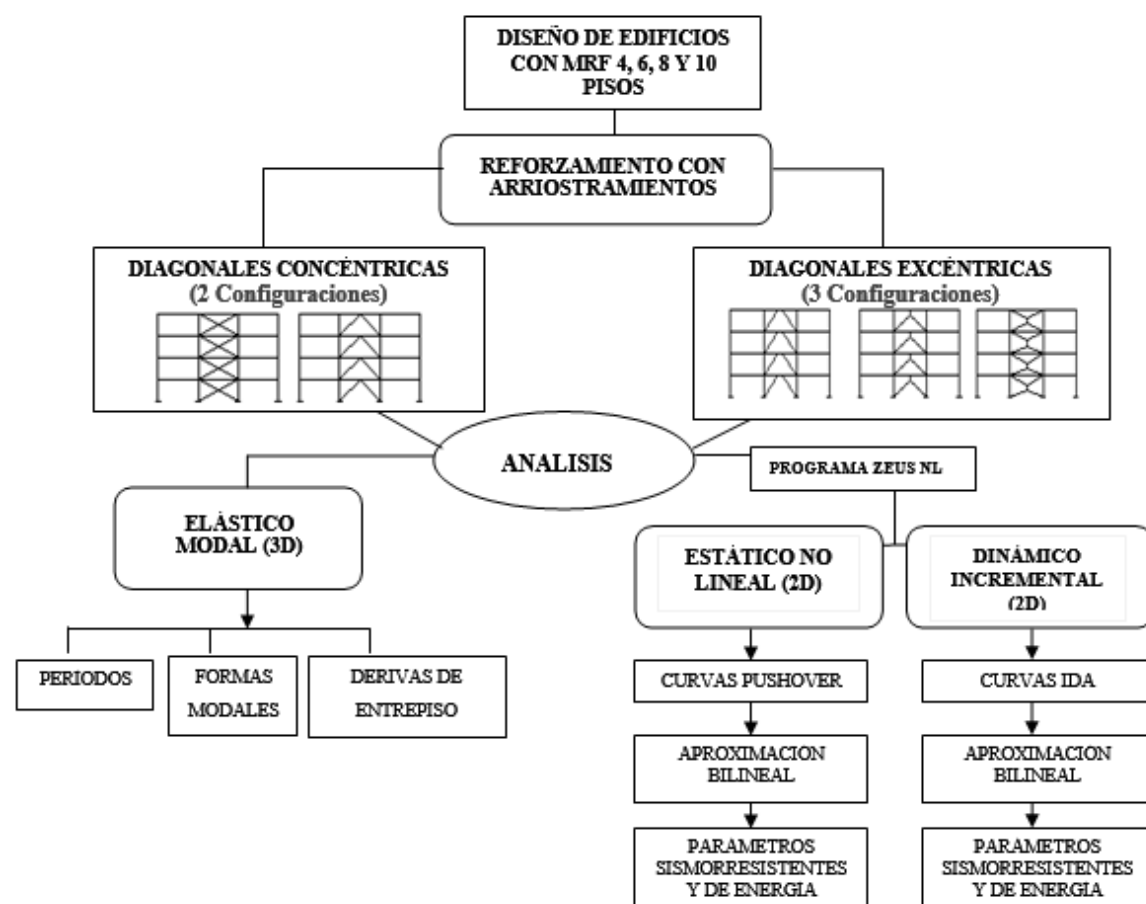


Figura 1. Procedimiento General

2.1 ANÁLISIS NO LINEAL

La respuesta no lineal de los edificios objeto de este estudio se han llevado a cabo aplicando análisis pseudo-estático con empuje incremental (análisis pushover) y análisis dinámico incremental utilizando acelerogramas sintéticos [9,10], creados según espectro de diseño de la COVENIN 1756-2001 para el tipo de suelo considerado en este estudio.

2.1.1. Análisis estático no lineal con empuje incremental - análisis pushover

Procedimientos estáticos no lineales están encontrando un amplio uso en el diseño sísmico basado en desempeño, desde que estos ofrecen un enfoque relativamente simple para estimar las respuestas inelásticas estructurales [11]. Actualmente en la práctica, domina el diseño basado en fuerzas, sin embargo, la aparición del diseño basado en desempeño en ingeniería ha resultado con un incremento en el uso de métodos no lineales para estimar la demanda sísmica esperada en una estructura. Un enfoque extensamente usado y popular para establecer esta demanda es el análisis pushover, en el cual un modelo matemático de la estructura es sujeto a una distribución o patrón de fuerzas laterales. Generalmente, el patrón de cargas laterales es triangular, sin embargo, esta distribución puede llevar a estimaciones incorrectas o inadecuadas representaciones de los efectos de variación dinámica durante la respuesta inelástica cuando la estructura posee significativa influencia de modos altos. En este estudio se ha empleado un método de combinación modal (MMC) que implícitamente representa efectos de modos superiores propuesto en [12] el cual se basa en distribuciones de fuerza invariantes formados a partir de la combinación factorizada de contribuciones de modos independientes.

2.1.2 Análisis dinámico incremental (IDA)

Análisis dinámico incremental, es un sistema de análisis especial, donde el sistema estructural bajo consideración es excitada por el mismo movimiento (input) escalado con diferentes valores de PGA. Para cada factor de escala, el máximo parámetro de respuesta (Corte-Deriva, Momento-Curvatura) es representado en un gráfico 2D, tal como las curvas pushover estáticas. La diferencia es que ahora cada punto representa una corrida del análisis dinámico mientras que cada punto de la curva pushover convencional es un paso de carga. El concepto de IDA no es nuevo sin embargo recientemente ha ganado en popularidad y un amplio uso como un método para estimar la capacidad global de los sistemas estructurales [13]. En la Figura 2 se muestra en enfoque general del análisis dinámico incremental.

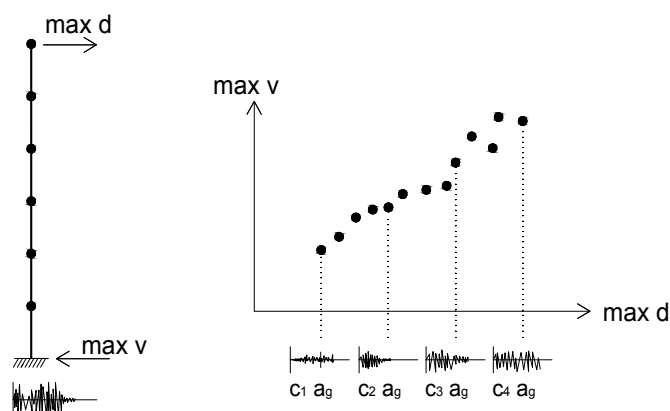


Figura 2. Implementación del enfoque de pushover dinámico (curvas IDA).

El análisis dinámico incremental, presenta la ventaja de ser más aproximado a la acción sísmica, sin embargo presenta como inconveniente el tiempo de proceso y gran esfuerzo computacional.

2.2 PARÁMETROS SISMORRESISTENTES Y DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

La respuesta sísmica de una estructura se puede evaluar adecuadamente a partir de los resultados del análisis no lineal. Existe una amplia variedad de análisis, cuyo costo computacional puede llegar a ser muy elevado si se llegan a incorporar las características de la no linealidad geométrica y constitutiva y dependiendo de la acción sísmica equivalente aplicada [14,15]. Existen una serie de valores que permiten evaluar características de la respuesta sísmica en edificios, dentro de ellos se puede mencionar la ductilidad global, la reserva de resistencia y derivas de entrepiso.

La ductilidad global, se calcula a partir de la curva de capacidad idealizada, aplicando la expresión siguiente:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1)$$

Donde Δ_u es el desplazamiento de plastificación global de la estructura y Δ_y es el desplazamiento último que se alcanza, previo al colapso.

La reserva de resistencia Ω , se calcula mediante:

$$\Omega = \frac{V_u}{V_{ep}} \quad (2)$$

Siendo V_{ep} el cortante elástico de proyecto y V_u el cortante último, alcanzado en el umbral de colapso de la estructura.

Para evaluar la respuesta sísmica y daños ocasionados a la estructuras se emplea a menudo la deriva de entrepiso, la cual representa la distorsión angular que sufren las columnas de un determinado nivel y que se calcula como:

$$\delta_i = \frac{(\Delta_i - \Delta_{i-1})}{(H_i - H_{i-1})} \quad (3)$$

Siendo los desplazamientos de los niveles i e $i-1$, respectivamente, mientras que H_i y H_{i-1} son las alturas de dichos niveles, medidas con respecto al nivel inferior del edificio.

El amortiguamiento estructural es una medida de la disipación de energía en un sistema de vibración, que se traduce en llevar a la estructura de nuevo a un estado de reposo. En componentes estructurales la energía impartida por los sismos es disipada primeramente a través de amortiguamiento histerético, caracterizado por los lazos de acción-deformación, dichos ciclos representan la relación acción-deformación de materiales, secciones, miembros, conexiones o los sistemas bajo cargas reversibles.

La energía disipada por los ciclos de histéresis puede ser representada como amortiguamiento viscoso equivalente (ξ_{eq}) asociado a un desplazamiento máximo y puede ser estimado por la ecuación 4. Este amortiguamiento ocurre cuando una acción sísmica lleva a una estructura al rango inelástico, y puede verse como una combinación de amortiguamiento viscoso inherente a la estructura y un amortiguamiento histerético [16].

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \xi_{hist} \quad (4)$$

Los valores de ξ_0 corresponde al amortiguamiento viscoso inherente a la estructura en el rango elástico, puede variar en la práctica entre 2% y 5%. Por otro lado el amortiguamiento histerético ξ_{hist} (viscoso equivalente) correspondiente a la respuesta histerética puede ser calculado a partir de la ecuación 5:

$$\xi_{hist} = \frac{E_D}{4\pi E_{SO}} \quad (5)$$

Donde:

- E_D es la energía disipada por amortiguamiento histerético.

$$E_D = 4(S_{ay}S_{dpi} - S_{api}S_{dy}) \quad (6)$$

- E_{SO} representa la energía máxima de deformación absorbida por la estructura.

$$E_{so} = \frac{S_{dpi} S_{api}}{2} \quad (7)$$

Ambas energías pueden calcularse a partir de los puntos característicos de la representación bilineal del diagrama de capacidad. Los valores de S_{dpi} , S_{api} corresponden a un valor máximo en las abscisas y ordenadas respectivamente y S_{ay} y S_{dy} los valores del punto de plastificación.

3. DESCRIPCIÓN DE LOS CASOS DE ESTUDIO

Para estudiar la respuesta sismorresistente y la capacidad de disipación de energía en edificios con diagonales se han seleccionado estructuras regulares de 4, 6, 8 y 10 pisos, de planta cuadrada, con 3 vanos de 6 m en las direcciones X y Y, y altura de entrepiso de 3 m. Las edificaciones tomadas como base de diseño corresponden a edificios con MRF y posteriormente han sido reforzadas incorporando diferentes configuraciones de CBF y EBF, localizadas en el vano central de cada uno de los pórticos perimetrales y a lo largo de su altura, con el objeto de obtener una condición no invasiva dentro de las edificaciones. Un total de 24 casos se estudian mediante modelos matemáticos tridimensionales y planos.

El uso destinado para la edificación es de oficina (grupo B2, según COVENIN 1756-2001), y los perfiles utilizados en el diseño corresponden a perfiles HEB para columnas y arriostramientos y perfiles IPE para vigas. La losa de entrepiso corresponde a losa maciza armada en dos direcciones, considerada en el análisis como diafragma rígido. La orientación de los perfiles de las columnas se ha dispuesto de tal manera de lograr la mayor simetría en ambos sentidos. La Figura 3 muestra la configuración de planta tipo, común para cada uno de los casos en estudio, donde se indica la orientación de las columnas y la ubicación de los arriostramientos en los pórticos perimetrales.

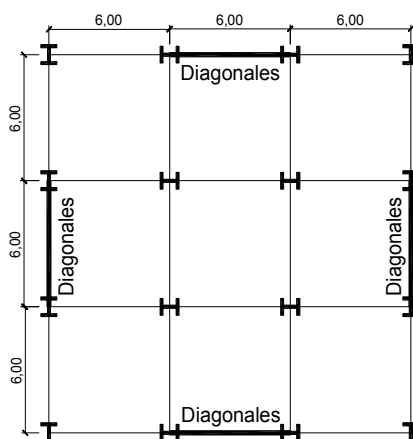
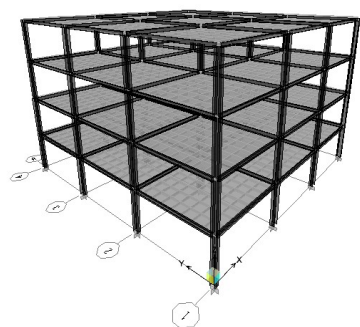


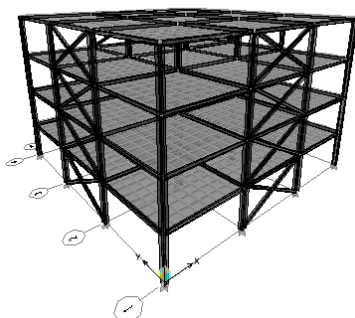
Figura 3 Configuración de la planta tipo de los edificios en estudio.

Para el reforzamiento de las estructuras se han elegido dos configuraciones de diagonales concéntricas: CBF en X (configuración 2) y CBF

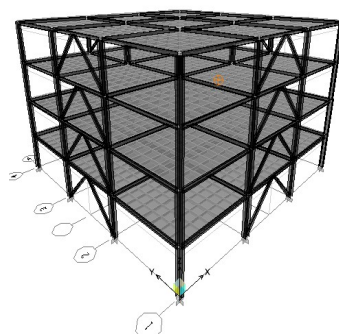
en V invertida (configuración 3), conocidas comúnmente como cruces de San Andrés y tipo Chevron respectivamente; y Tres (3) configuraciones de diagonales excéntricas: EBF en V invertida con eslabón horizontal (configuración 4), EBF en Y invertida (configuración 5) y EBF en X con eslabón vertical (configuración 6). En la Figura 4 se muestran los modelos tridimensionales de las 6 configuraciones en los edificios de 4 pisos, la misma configuración aplica para edificios de 6,8 y 10 pisos.



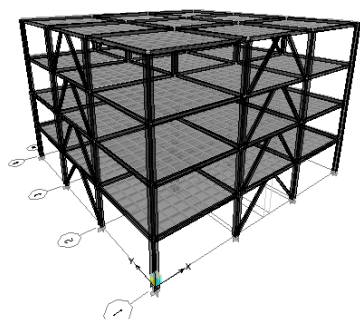
4 Pisos - MRF (Configuración 1)



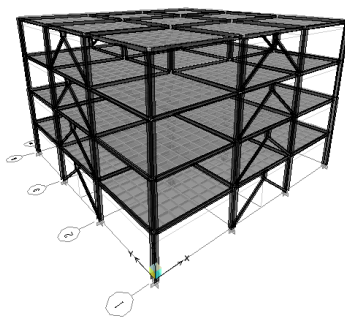
4 Pisos - CBF en X (Configuración 2)



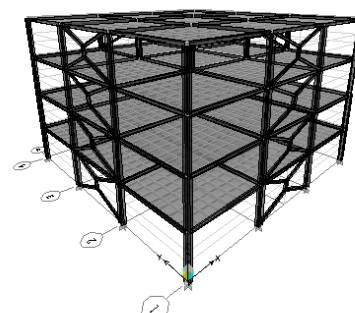
4 Pisos - CBF en V invertida (Configuración 3)



4 pisos - EBF en V invertida con eslabón horizontal (Configuración 4)



4 Pisos - EBF en Y invertida (Configuración 5)



4 Pisos - EBF en X con eslabón vertical (Configuración 6)

Figura 4 Modelos 3D de las configuraciones consideradas en edificios de 6 Pisos.

Los edificios se han proyectado y detallado siguiendo las prescripciones de la normativa venezolana Covenin 1618-1998 aplicando cargas de gravedad y la demanda sísmica según espectro de diseño de Covenin 1756-2001, para suelo duro (Tipo S1) y con una aceleración básica de 0,3g, correspondiente a una zona de alta amenaza sísmica. El dimensionado y detallado requerido en las citadas normas persigue producir unas estructuras capaces de disipar la energía de los terremotos de forma estable, alcanzando una alta ductilidad. Por ello se adopta el nivel de proyecto 3, que es el más exigente en cuanto al detallado, pero que a la vez permite considerar un factor

de reducción de respuesta de 6, para obtener las ordenadas del espectro inelástico de proyecto, necesario para definir las acciones sísmicas sobre la estructura.

La Figura 5 muestra la representación gráfica del espectro de diseño elástico e inelástico, obtenido según Covenin 1756-2001 para suelo S1.

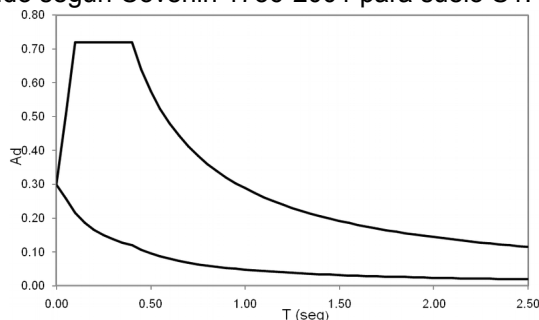


Figura 5 Espectro de diseño elástico e inelástico ($R=6$), COVENIN 1756-2001, Suelo tipo S1.

La acción sísmica definida sobre los edificios prevé la combinación de los efectos ortogonales, aplicando el 100% en una dirección y el 30% en las otras dos direcciones. Esta combinación de efectos se ha realizado considerando la inversión de los signos de las fuerzas, efecto que resulta de especial importancia en las estructuras con arriostramientos laterales que actúan a compresión/ tracción.

4. RESULTADOS DEL ANÁLISIS

Seguidamente se presentan los resultados obtenidos de los casos analizados. Primeramente los correspondientes a derivas de entrepiso del análisis elástico modal de modelos 3D y posteriormente las curvas obtenidas de los análisis estáticos no lineal con empuje incremental y dinámico incremental de modelos 2D.

4.1 Resultados de análisis elástico modal

Los valores de derivas de entrepiso obtenidos (Figura 6) se ubican por debajo del valor máximo establecido por la COVENIN 1756-2001 correspondiente a 0,018, para el grupo según el uso al que pertenecen las edificaciones considerada en este estudio (grupo B2) y considerando disposición de elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura.

Se observan diferencias notables entre las derivas de entrepiso obtenidas de las seis configuraciones. Los máximos valores corresponden a la configuración 1 (edificio sin reforzar, MRF). Por otra parte los menores valores se obtienen de las configuraciones 2 y 3 (CBF). Las demás configuraciones (EBF) presentan un comportamiento intermedio logrando reducción de los desplazamientos al incorporar los arriostramientos, en degradación de efectividad corresponden a la configuración 4, 5 y 6. Un comportamiento similar de cada tipo de configuración se observa al variar la altura de las edificaciones.

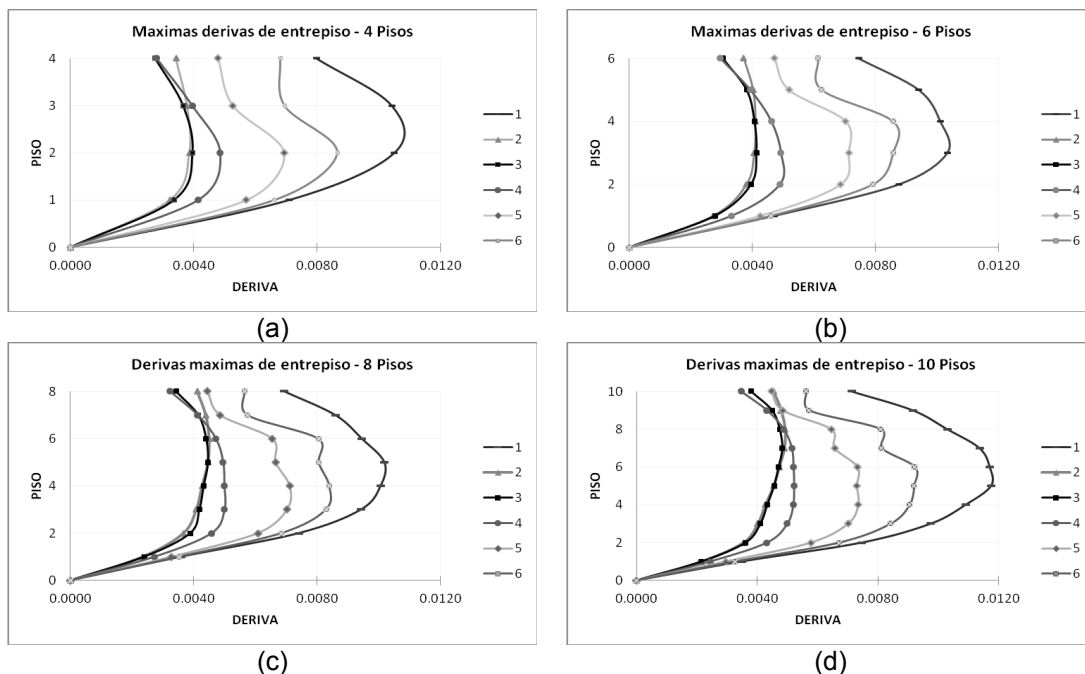


Figura 6 Derivas máximas de entrepiso en dirección “X” para modelos 3D; 4 (a), 6 (b), 8 (c) y 10 (d) pisos

4.2 Resultados de análisis estático no lineal con empuje incremental

A continuación se presentan las curvas de capacidad acompañadas de la aproximación bilineal obtenidas del análisis estático no lineal. A manera de referencia y según criterio asumido en este trabajo se indica una línea vertical que representa el máximo desplazamiento permitido con el objeto de limitar los daños no estructurales de las edificaciones. Este valor asumido corresponde a $0,018 \cdot h$, donde, “h” es la altura de la edificación, resultando valores de 0,214 m; 0,324 m; 0,432 m y 0,54 m para edificios de 4, 6, 8 y 10 pisos respectivamente. Este criterio se justifica por el hecho que la COVENIN 1756-2001 establece valores límites de derivas de acuerdo al grupo al que pertenezca la edificación y según el tipo y disposición de los elementos no estructurales. Por ejemplo para el caso de edificaciones que pertenezcan al grupo B2 y con disposición de elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura la norma establece como deriva límite un valor de 0,018 y a medida que aumenta la importancia de la edificación este valor límite disminuye.

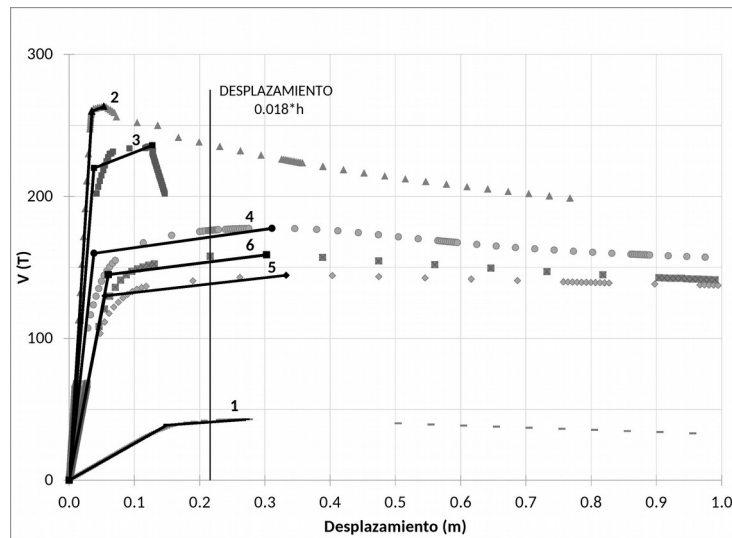


Figura 7 Curvas de capacidad y aproximación bilineal de modelos 2D - 4 pisos.

En edificios de 4 pisos (Figura 7) los mayores valores de desplazamientos de nivel de cubierta correspondientes al cortante máximo son obtenidos de los casos de EBF y MRF, con valores cercanos a 0,30 m, mientras que los CBF (configuraciones 2 y 3) presentan desplazamientos más limitados. En cuanto a los valores de cortante basal máximo o último, la curva correspondiente a MRF (configuración 1) presenta el menor valor (43 T), elevándose estos valores al incorporar los arriostramientos, específicamente en proporción de 4,1 veces el valor de la configuración 1 para la configuración 4 y de 3,2 para las configuraciones 5 y 6. Los mayores valores de cortantes corresponden a los CBF en X y CBF en V invertida con aumento en proporción de 6,1 y 5,5 veces el valor del cortante basal de la configuración 1 respectivamente.

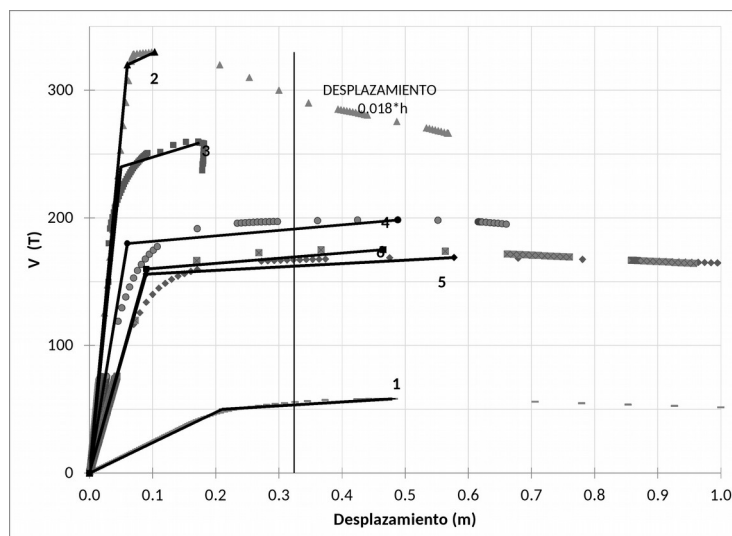
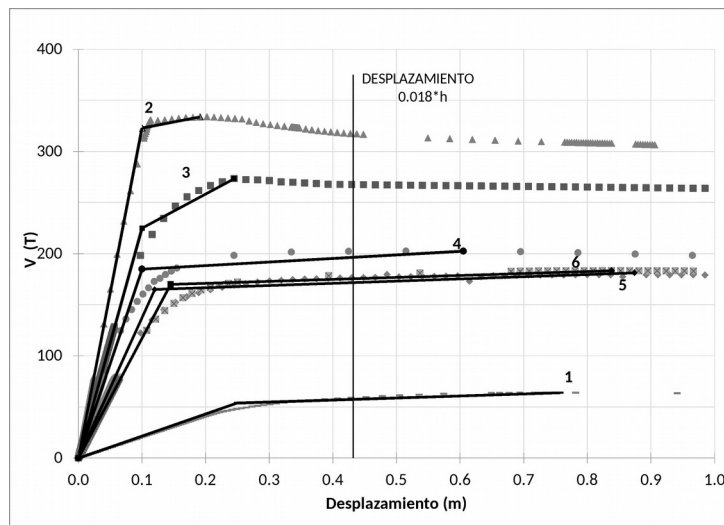


Figura 8 Curvas de capacidad y aproximación bilineal de modelos 2D - 6 pisos.

En edificios de 6 pisos (Figura 8), los mayores desplazamientos de nivel de cubierta correspondiente al cortante máximo se obtienen de los EBF, (configuraciones 5, 6 y 4) seguidas por la configuración 1, con valores cercanos a 0,50 m. Los CBF presentan desplazamientos menores. El menor valor de cortante basal máximo o último corresponde a la configuración 1 (58 T), elevándose para los demás casos, específicamente en proporciones de 3,4 para la configuración 4; 2,9 y 3,0 para las configuraciones 5 y 6 respectivamente. Las curvas más altas se obtienen de CBF en X y CBF en V invertida con aumento en proporción de 5,7 y 4,5 veces el valor del cortante basal de la configuración 1.

**Figura 9** Curvas de capacidad y aproximación bilineal de modelos 2D - 8 pisos.

En edificios de 8 pisos (Figura 9) el mayor desplazamiento de nivel de cubierta correspondiente al cortante máximo es obtenido de la configuración 5, seguidas de las 6, 1 y 4, con valores superiores a 0,6 m. Al igual que en edificios de 4 y 6 pisos los desplazamientos máximos más limitados resultan de los CBF (0,20 m y 0,24 m para las configuraciones 2 y 3 respectivamente). El menor valor de cortante basal máximo corresponde a la configuración 1 (64 T), elevándose en proporción de 3,2 veces para la configuración 4, y de 2,8 veces para las configuraciones 5 y 6. Las curvas más altas se logran al utilizar CBF en X y CBF en V invertida, con aumento de resistencia en proporción de 5,2 y 4,2 veces el valor del cortante basal de la configuración 1.

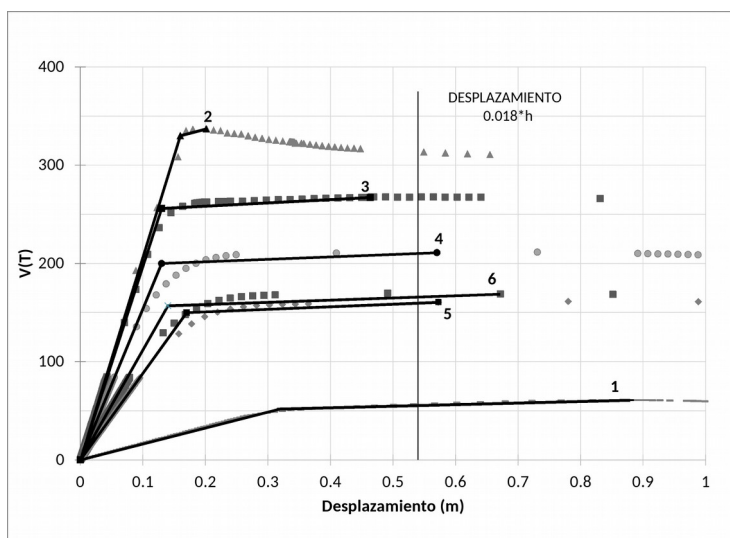


Figura 10 Curvas de capacidad y aproximación bilineal de modelos 2D - 10 pisos

En edificios de 10 pisos (Figura 10), el máximo desplazamiento de nivel de cubierta correspondiente al cortante máximo se obtiene de MRF (configuración 1) seguida por los EBF, con valores cercanos al 0,6 m. Los CBF presentan los desplazamientos más limitados con valores de 0,47 m y 0,20 m para las configuraciones 2 y 3 respectivamente. El menor valor de cortante basal máximo corresponde al MRF (configuración 1) con 61 T, elevándose en proporción de 3,5 veces en valor de la configuración 1 para la configuración 4 y de 2,6 y 2,8 para las configuraciones 5 y 6 respectivamente. Se mantiene un comportamiento similar al obtenido de los edificios de 4,6 y 8 pisos, donde las curvas con mayores valores de cortantes corresponden a los CBF en X y CBF en V invertida, es este caso con aumentos en proporción de 5,5 y 4,4 veces el valor del cortante basal de la configuración 1.

4.3 Resultados de análisis dinámico incremental

A continuación se presentan los resultados obtenidos de análisis dinámico incremental, específicamente las curvas IDA promedio resultante de usar tres acelerogramas sintéticos obtenidos conforme al espectro de diseño de la COVENIN 1756 y su respectiva aproximación bilineal. Para la obtención del punto último de estas curvas se ha tomado el criterio establecido por Vamvatsikos y Cornell (2002) [17], el cual establece que la estructura alcanza su estado último cuando la rigidez de la curva es menor o igual al 20% de la rigidez inicial. Adicionalmente se muestra al igual que los casos estáticos no lineal la línea en abscisas $0,018 \cdot h$, correspondiente al desplazamiento máximo permitido asumido, para limitar daños de los elementos no estructurales.

Se observa que cada configuración específica sigue un mismo patrón de comportamiento al variar la altura, de igual manera se mantiene el orden de rigideces y resistencia según la configuración a lo obtenido del análisis estático no lineal. Los pórticos con MRF (configuración 1) resultan con las menores

resistencias, mientras que los CBF logran las más altas rigideces y resistencias. Los EBF se ubican en una posición intermedia entre los CBF y MRF en cuanto a resistencias tal como ocurre en los casos estáticos no lineales.

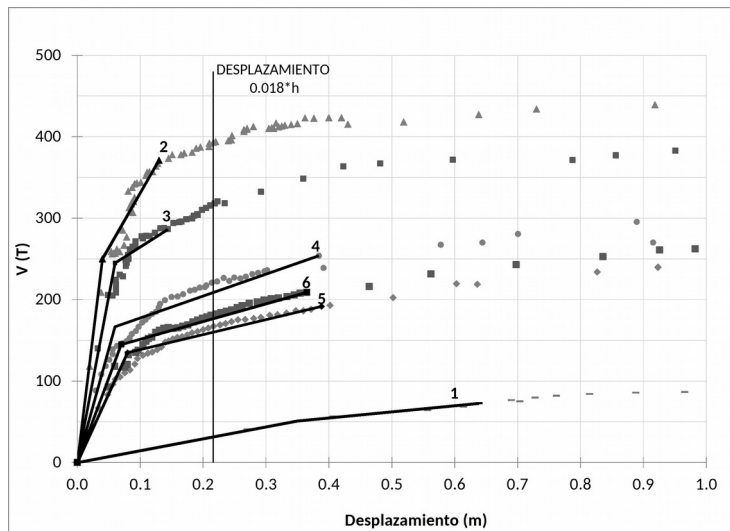


Figura 11 Curvas IDA y aproximación bilineal de modelos 2D - 4 pisos.

En la Figura 11 se observa que el mayor desplazamiento de nivel de cubierta correspondiente al cortante máximo se obtiene para el caso de MRF (configuración 1) con valor de 0,60 m, seguido por los EBF (configuraciones 6, 5 y 4), con valores cercanos a 0,4 m. Los CBF (configuraciones 2 y 3) presentan desplazamientos más limitados, alrededor de 0,15. El menor cortante basal máximo obtenido corresponde a la configuración 1 (72 T). El comportamiento de las curvas de EBF son similares, resultando al igual que en análisis estático no lineal, la configuración 4 con la mayor resistencias, seguida por las configuraciones 6 y 5. La configuración 4 incrementa su resistencia 3,5 veces el valor de la configuración 1, mientras que las configuraciones 5 y 6 presentan un incremento de 2,6 y 2,9 veces en valor de la configuración 1 respectivamente. Por su parte las curvas de CBF presentan un incremento de resistencia de 5,1 y 3,9 veces el valor de la configuración 1.

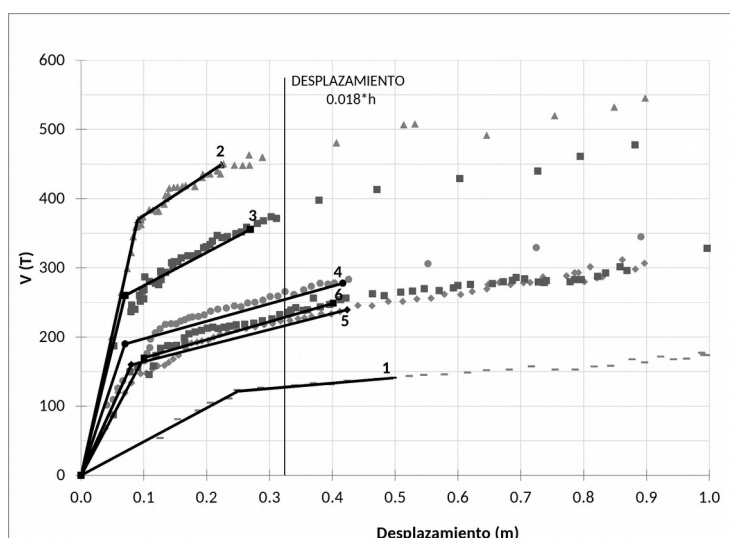


Figura 12 Curvas IDA y aproximación bilineal de modelos 2D - 6 pisos

En la Figura 12 el máximo valor de desplazamiento de nivel de cubierta debido al cortante máximo se obtiene para el caso de MRF (configuración 1) y corresponde a 0,50 m, seguidas de los casos de EBF (configuraciones 6, 5 y 4), con valores un poco mayores a 0,4 m. Los CBF presentan desplazamientos más limitados, alrededor de 0,25 m. Los edificios menos resistentes con menor valor de cortante basal máximo corresponde a la configuración 1 (141 T). La configuración 4 presenta un incremento de 2 veces el valor del cortante basal de la configuración 1 y las configuraciones 5 y 6 un incremento de 1,7. Por su parte las curvas de CBF logran un incremento del corte basal de 3,0 y 2,5 veces el valor de la configuración 1

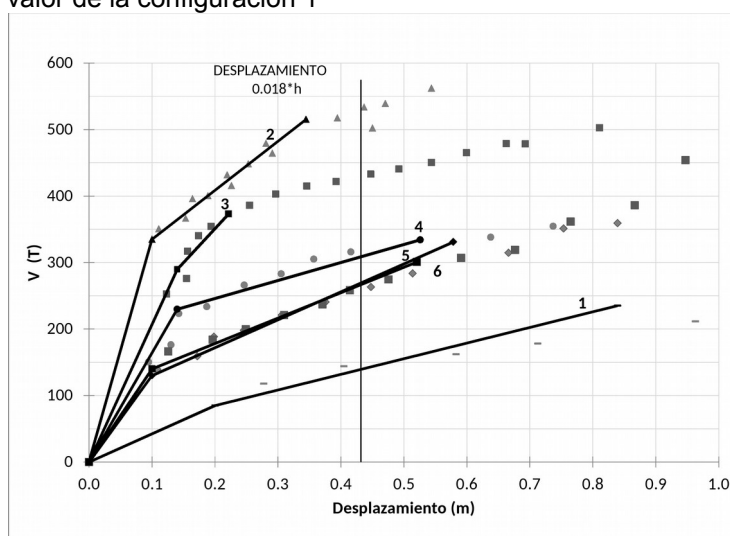


Figura 13 Curvas IDA y aproximación bilineal de modelos 2D - 8 pisos

En la Figura 13 el mayor desplazamiento de nivel de cubierta correspondiente al cortante máximo para edificios de 8 pisos se obtiene de la configuración 1, con un valor de 0,80 m, seguidas por los EBF (configuraciones 6, 5 y 4), con valores entre 0,50 y 0,60 m. Los casos de CBF presentan los desplazamientos más limitados donde la configuración 2 obtiene 0,35 m, mientras que la configuración 3 un valor de 0,22 m. El menor valor obtenido de cortante basal máximo o último corresponde a MRF, con 235 T (configuración 1). La configuración 4 y 6 presentan un incremento de 1,5 veces el valor del cortante basal de la configuración 1 y la configuración 6 un incremento 1,3. Por su parte los casos de CBF (configuraciones 2 y 3) logran un incremento del corte basal de 2,2 y 1,6 veces el valor de la configuración 1.

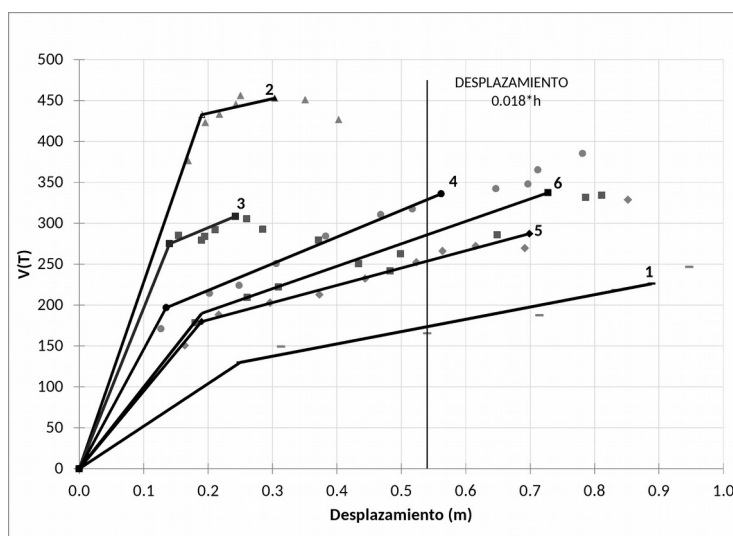


Figura 14 Curvas IDA y aproximación bilineal de modelos 2D - 10 pisos.

En la Figura 14 el máximo desplazamiento de nivel de cubierta correspondiente al cortante máximo para edificios de 10 pisos, se obtiene de MRF (configuración 1) y es cercano a 0,90 m, seguidas por los EBF (configuraciones 6, 5 y 4). Los CBF presentan los menores desplazamientos tal como ocurre en los análisis anteriormente. Por su parte, la configuración 2 obtiene un desplazamiento de 0,30 m, y la configuración 3 un desplazamiento de 0,25 m. El menor valor de cortante basal máximo o último corresponde a la configuración 1 (226 T). La configuración 4 se incrementa 1,5 veces el valor del cortante de la configuración 1 al igual que la configuración 6; mientras que la 5 presenta un incremento de 1,3 veces el valor de la configuración 1. Los CBF logran un incremento del corte basal de 2,0 y 1,4 veces el valor del cortante basal de la configuración 1.

5. PARÁMETROS SISMORRESISTENTES Y DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

De la Tablas 1 a la Tabla 8, se presentan los valores obtenidos de reserva de resistencia (Ω_d), rigidez secante (K_{sec}) y ductilidad (μ), considerado el desplazamiento correspondiente al cortante máximo (μ_{real}) y el desplazamiento de $0,018 * h$. Adicionalmente se muestran los valores de los parámetros relacionados con la disipación de energía: energía máxima de deformación o elástica (ESO), energía disipada por amortiguamiento histerético (ED), amortiguamiento histerético, y amortiguamiento viscoso equivalente tanto para el punto de cortante máximo, denominado último; como para el valor de desplazamiento de $0,018 * h$

Tabla 1 Parámetros sismorresistentes y de energía obtenidos del análisis estático no lineal de modelos 2D para edificios de 4 pisos.

		4 PISOS- ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL 2D					
		MRF	CBF		EBF		
CONFIGURACIÓN		1	2	3	4	5	6
Ωd		2,66	7,34	6,89	5,69	5,95	7,27
μ _{real}		1,81	1,52	3,36	8,18	6,05	5,04
μ _{0,018*h}		1,44	-	-	5,68	3,93	3,60
último	K _{sec} (T/m)	158,42	4941,03	1849,70	570,96	434,43	525,27
	ES0	5,82	7,03	15,06	27,59	24,03	24,02
	ED_último	16,52	18,57	76,41	172,00	141,18	137,27
	ξ _{Hist}	0,23	0,21	0,40	0,50	0,47	0,45
	ξ _e q	0,28	0,26	0,45	0,55	0,52	0,50
0,018*h	K _{sec} (T/m)	185,19	-	-	810,19	648,15	726,85
	ES0_0,018*h	4,32	-	-	18,90	15,12	16,96
	ED_0,018*h	10,43	-	-	101,60	80,00	83,28
	ξ _{Hist}	0,19	-	-	0,43	0,42	0,39
	ξ _{eq}	0,24	-	-	0,48	0,47	0,44

Tabla 2 Parámetros sismorresistentes y de energía obtenidos del análisis dinámico incremental de modelos 2D para edificios de 4 pisos.

		4 PISOS - ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL 2D					
		MRF	CBF			EBF	
último	CONFIGURACIÓN	1	2	3	4	5	6
	Ω_d	4,50	10,34	8,36	8,14	7,89	9,56
	μ_{real}	1,82	3,25	2,40	6,40	4,85	5,21
	$\mu_{0,018*h}$	0,62	-	-	3,60	2,70	3,09
	$K_{sec} (T/m)$	113,84	2853,85	1989,33	661,15	493,91	572,59
	ES0 (T*m)	23,22	24,12	20,62	48,79	37,22	38,12
	ED_último (T*m)	28,50	70,64	72,36	195,67	148,28	153,14
ξ_{Hist}	0.10	0.23	0.28	0.32	0.32	0.32	

	ξ_{eq}	0,15	0,28	0,33	0,37	0,37	0,37
0,018*h	Ksec (T/m)	138,89	-	-	1018,52	763,89	842,59
	ES0_0,018*h (T*m)	3,24	-	-	23,76	17,82	19,66
	ED_0,018*h (T*m)	0,48	-	-	81,12	64,08	67,14
	ξ_{Hist}	0,01	-	-	0,27	0,29	0,27
	ξ_{eq}	0,06	-	-	0,32	0,34	0,32

Los valores obtenidos para edificios de 4 pisos de reserva de resistencia (Ω_d) de la configuración 1 resultaron de 2,66 del análisis estático no lineal y de 4,50 en el análisis IDA. La configuración 4 es la que logra la mayor ductilidad de desplazamiento (μ_{real}) con valores de 8,18 y 6,40 en el análisis estático no lineal y análisis IDA respectivamente. Considerando el punto $0,018 * h$ las mayores ductilidades son alcanzadas por la configuración 4.

Las menores rigideces se obtienen del caso sin reforzamiento (configuración 1) con valores de 158 T/m y 113 T/m en análisis estático no lineal y dinámico incremental respectivamente; seguida por los casos de EBF de los cuales se obtiene 570,96 T/m vs 661,15 t/m; 434,43 T/m vs 493,91 T/m y 525,27 T/m vs 572,59 T/m (estático no lineal vs dinámico incremental) para las configuraciones 4, 5 y 6 respectivamente. Los casos más rígidos se obtiene al reforzar con CBF obteniéndose 1849,70 T/m vs 1989,33 T/m y 4941,03 T/m vs 2853,85 T/m en análisis estático no lineal vs dinámico incremental para las configuraciones 3 y 2 respectivamente.

Tabla 3 Parámetros sismorresistentes y de energía obtenidos del análisis estático no lineal de modelos 2D para edificios de 6 pisos.

		6 PISOS- ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL 2D					
		MRF	CBF		EBF		
	CONF.	1	2	3	4	5	6
	Ω_d	3,14	8,88	7,06	6,12	5,21	7,29
	μ_{real}	2,28	1,72	3,48	8,14	6,41	5,17
	$\mu_{0,018*h}$	1,54	-	-	5,40	3,60	3,60
último	Ksec (T/m)	121,26	3193,03	1485,99	406,40	292,73	376,37
	ES0 (T*m)	13,95	17,05	22,55	48,45	48,77	40,71
	ED_último (T*m)	47,08	53,09	115,48	303,94	299,36	234,66
	ξ_{Hist}	0,27	0,25	0,41	0,50	0,49	0,46
	ξ_{eq}	0,32	0,30	0,46	0,55	0,54	0,51
0,018*h	Ksec (T/m)	169,75	-	-	586,42	518,52	540,12
	ES0_0,018*h (T*m)	8,91	-	-	30,78	27,22	28,35
	ED_0,018*h (T*m)	16,52	-	-	174,72	138,05	138,40
	ξ_{Hist}	0,15	-	-	0,45	0,40	0,39
	ξ_{eq}	0,20	-	-	0,50	0,45	0,44

Tabla 4 Parámetros Sismorresistentes y de Energía obtenidos del análisis dinámico incremental (IDA) de modelos 2D, para edificios de 6 pisos.

		6 PISOS- ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL 2D					
		MRF	CBF		EBF		
CONFIGURACIÓN		1	2	3	4	5	6
Ωd		7,61	12,09	9,70	8,57	7,39	10,36
μ_{real}		1,99	2,47	3,85	5,95	5,30	4,01
$\mu_{0,018^*h}$		1,30	-	-	4,63	4,05	3,24
último	K_{sec} (T/m)	283,55	2017,86	1320,26	666,73	565,16	619,61
	ES_0 (T*m)	35,05	50,03	47,90	57,89	50,71	49,93
	$ED_{\text{último}}$ (T*m)	101,66	167,80	180,57	238,92	194,51	173,50
	ξ_{Hist}	0,23	0,27	0,30	0,33	0,31	0,28
	ξ_{eq}	0,28	0,32	0,35	0,38	0,36	0,33
0,018*h	K_{sec} (T/m)	401,23	-	-	817,90	679,01	725,31
	$ES_{0,018^*h}$ (T*m)	21,06	-	-	42,93	35,64	38,07
	$ED_{0,018^*h}$ (T*m)	28,16	-	-	163,20	136,96	132,16
	ξ_{Hist}	0,11	-	-	0,30	0,31	0,28
	ξ_{eq}	0,16	-	-	0,35	0,36	0,33

Para edificios de 6 pisos los valores de reserva de resistencia (Ω_d) de la configuración 1 resultaron de 3,14 análisis estático no lineal y 7,61 en el análisis IDA.

Los valores de ductilidad de desplazamiento (μ_{real}) aumentan al incorporar los EBF, y la configuración 4 logra las mayores ductilidades.

Tabla 5 Parámetros Sismorresistentes y de Energía obtenidos del análisis estático no lineal de modelos 2D para edificio de 8 pisos.

		8 PISOS- ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL 2D					
		MRF	CBF		EBF		
CONFIGURACIÓN		1	2	3	4	5	6
Ωd		3,24	8,97	7,49	6,13	6,88	7,49
μ _{real}		3,03	1,91	2,45	6,05	7,28	5,78
μ _{0,018*h}		1,73	-	-	4,32	3,60	2,98
último	K _{sec} (T/m)	84,54	1747,34	1117,16	334,88	207,51	218,79
	ES0 (T*m)	24,22	31,89	33,47	61,30	79,25	76,82
	ED_ último (T*m)	99,52	113,31	110,91	366,69	489,77	463,48
	ξ _{Hist}	0,33	0,28	0,26	0,48	0,49	0,48
	ξ _{eq}	0,38	0,33	0,31	0,53	0,54	0,53
0,018*h	K _{sec} (T/m)	138,89	-	-	467,59	412,04	416,67
			-				
	ES0_0,018*h (T*m)	12,96		-	43,63	38,45	38,88
	ED_0,018*h (T*m)	24,96	-	-	230,24	187,28	186,34
	ξ _{Hit}	0,15	-	-	0,42	0,39	0,38
		0,20	-	-	0,47	0,44	0,43

Tabla 6 Parámetros Sismorresistentes y de Energía obtenidos del análisis dinámico incremental (IDA) de modelos 2D para edificios de 8 pisos.

		8 PISOS- ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL 2D					
		MRF	CBF		EBF		
CONFIGURACIÓN		1	2	3	4	5	6
último	Ωd	11,92	13,86	10,22	10,11	12,57	12,30
	μ_{real}	4,20	3,45	1,48	3,76	5,78	5,20
	$\mu_{0,018^*h}$	2,16	-	-	3,09	4,32	4,32
	$K_{sec} (T/m)$	280,40	1496,00	1683,91	635,82	572,50	578,03
	$ES0 (T^*m)$	98,75	88,79	41,35	87,91	95,76	78,27
	$ED_{\text{último}} (T^*m)$	97,08	255,51	42,03	296,55	168,31	171,10
	ξ_{Hist}	0,08	0,23	0,08	0,27	0,14	0,17
	ξ_{eq}	0,13	0,28	0,13	0,32	0,19	0,22
	$K_{sec} (T/m)$	335,65	-	-	736,11	597,22	601,85
	$ES0_{0,018^*h} (T^*m)$	31,32	-	-	68,69	55,73	56,16
0,018 ^{*h}	$ED_{0,018^*h} (T^*m)$	56,80	-	-	203,81	14,36	146,56
	ξ_{Hist}	0,14	-	-	0,24	0,21	0,21
	ξ_{eq}	0,19	-	-	0,29	0,26	0,26

Para edificios de 8 pisos los valores de reserva de resistencia (Ωd) obtenidos de la configuración 1 resultaron de 3,24 del análisis estático no lineal de modelos y de 11,92 del análisis IDA.

Las ductilidades de desplazamiento (μ_{real}) del análisis estático no lineal logran aumentos más significativos, correspondientes a 3,03 (configuración 1) y 6,05; 7,28 y 5,78 al reforzar con las configuraciones 4, 5 y 6 respectivamente. Al reforzar con CBF se logran disminuciones de ductilidades en todos los análisis realizados al compararlos con los obtenidos en el caso sin reforzamiento (configuración 1).

Tabla 7 Parámetros Sismorresistentes y de Energía obtenidos del análisis estático no lineal 2D para edificios de 10 pisos.

		10 PISOS- ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL 2D					
		MRF	CBF		EBF		
CONFIGURACIÓN		1	2	3	4	5	6
último	Ωd	2,77	8,82	7,21	6,41	6,10	6,51
	μ_{real}	2,75	1,26	3,57	4,39	4,80	3,37
	$\mu_{0,018^*h}$	1,69	-	-	4,15	3,86	3,18
	$K_{sec} (T/m)$	69,21	1675,35	576,43	369,98	251,30	280,33
	$ES0 (T^*m)$	26,77	33,86	61,92	60,16	56,70	45,96
	$ED_{\text{último}} (T^*m)$	105,02	49,82	335,70	346,52	327,32	234,43
	ξ_{Hist}	0,31	0,12	0,43	0,46	0,46	0,41
	ξ_{eq}	0,36	0,17	0,48	0,51	0,51	0,46
	$K_{sec} (T/m)$	105,56	-	-	388,89	296,30	296,30
	$ES0_{0,018^*h} (T^*m)$	15,39	-	-	56,70	43,20	43,20
0,018 ^{*h}	$ED_{0,018^*h} (T^*m)$	39,36	-	-	322,80	249,52	234,40
	ξ_{Hist}	0,20	-	-	0,45	0,46	0,43
	ξ_{eq}	0,25	-	-	0,50	0,51	0,48

Tabla 8 Parámetros Sismorresistentes y de Energía obtenidos del análisis dinámico incremental (IDA) 2D para edificios de 10 pisos.

		10 PISOS- ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL 2D					
		MRF	CBF		EBF		
CONFIGURACIÓN		1	2	3	4	5	6
Ω_d		10,31	11,86	8,33	10,21	10,39	13,69
μ_{real}		3,56	1,60	1,73	4,16	3,68	3,83
$\mu_{0,018^*h}$		2,16	-	-	4,00	2,84	2,84
último	$K_{sec} (T/m)$	254,58	1492,06	1272,75	598,17	411,15	463,89
	$ES0 (T^*m)$	100,56	68,77	37,41	94,40	100,47	122,79
	$ED_{\text{último } v}$	235,91	181,57	93,89	261,24	284,90	296,45
	ξ_{Hist}	0,19	0,21	0,20	0,22	0,23	0,19
	ξ_{eq}	0,24	0,26	0,25	0,27	0,28	0,24
0,018*h	$K_{sec} (T/m)$	314,81	-	-	622,34	462,96	500,00
	$ES0_{0,018^*h} (T^*m)$	45,90	-	-	90,74	67,50	72,90
	$ED_{0,018^*h} (T^*m)$	133,60	-	-	244,04	198,80	237,60
	ξ_{Hist}	0,23	-	-	0,21	0,23	0,26
	ξ_{eq}	0,28	-	-	0,26	0,28	0,31

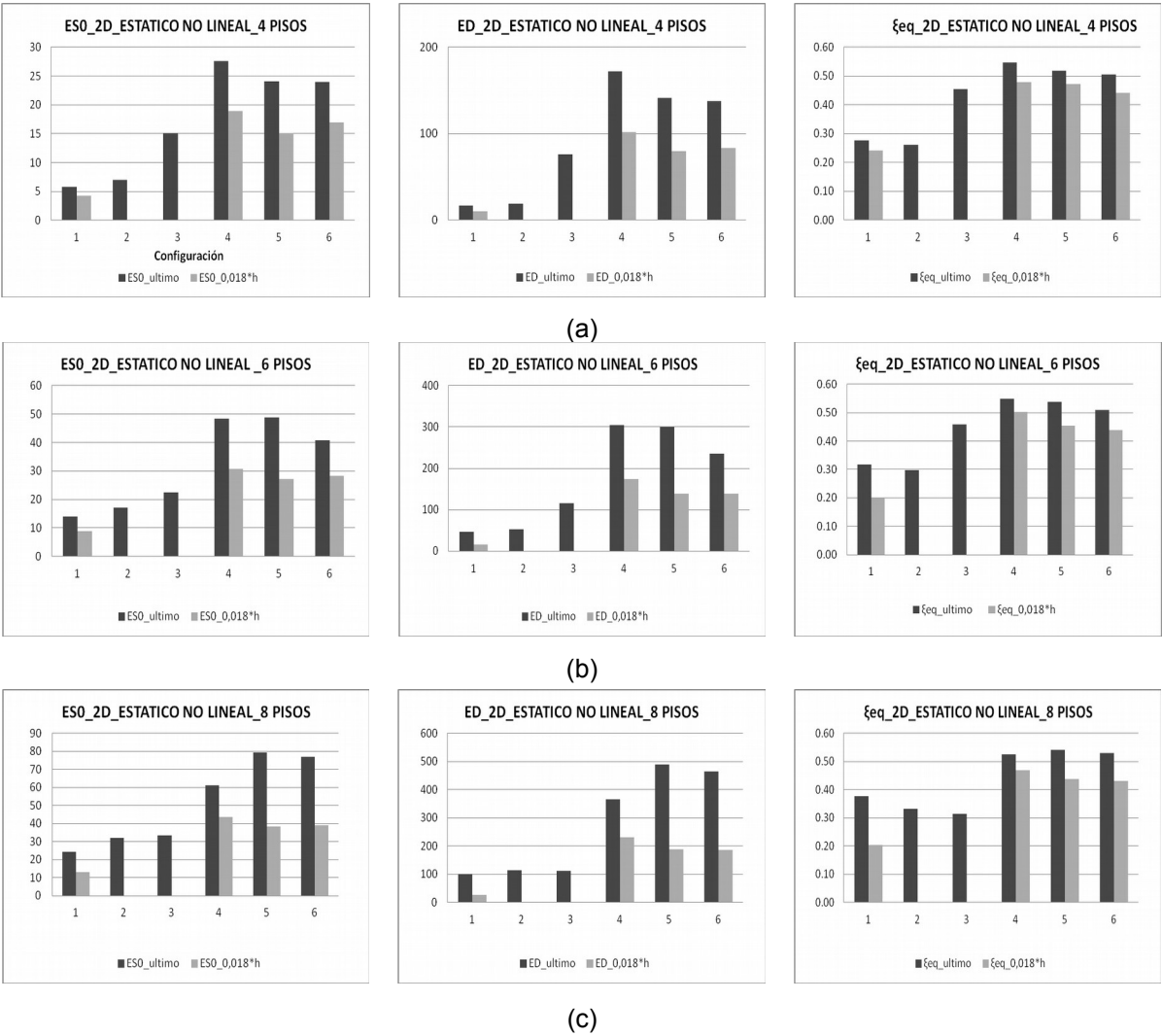
En edificios de 10 pisos los valores obtenidos de reserva de resistencia (Ω_d) para la configuración 1 resultaron 2,77 análisis estático no lineal y de 10,31 en el análisis IDA; Las ductilidades reales de análisis 2D muestra un aumento al incorporar EBF.

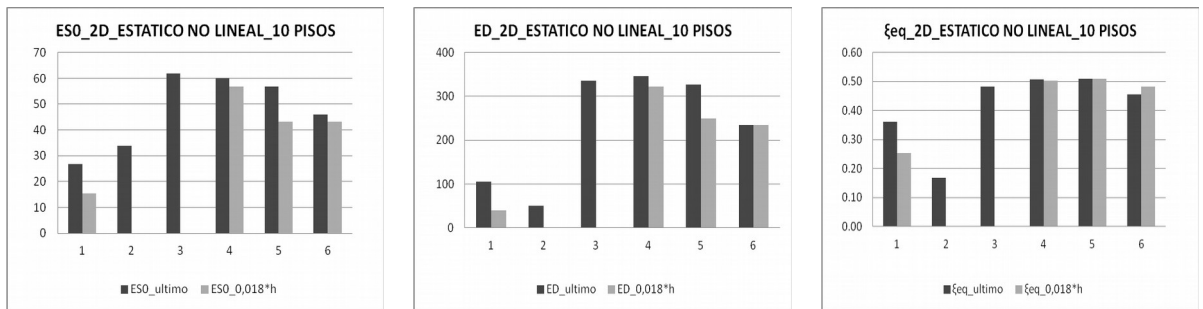
De manera general para las diferentes alturas de edificios considerados (4, 6, 8 y 10 pisos) y de acuerdo a los valores de ductilidades obtenidas se observa un aumento de las ductilidades al reforzar con EBF en la mayoría de los casos, y se nota gran ventaja al compararlos con los valores obtenidos al reforzar con CBF. Adicionalmente se observa gran diferencia entre los valores de rigidez inicial obtenidas entre las diferentes configuraciones, el caso menos rígido corresponde a MRF (configuración 1), seguida por los casos de EBF y finalmente se ubican los casos de CBF (configuraciones 3 y 2).

En las Figuras 15 y 16 se presentan los valores obtenidos de energía de deformación elástica almacenada (ESO), energía disipada por amortiguamiento histerético (ED) y amortiguamiento equivalente (ξ_{eq}) factores que forman parte de la metodología empleada para estimar la disipación de energía. En cada gráfica se muestran barras que representan cada una de las 6 configuraciones, considerando el punto de cortante máximo, denominado en las gráficas como "último" y considerando el desplazamiento de $0,018^*h$ y denominado " $0,018^*h$ ". Es importante señalar que en las gráficas donde

solo se indica el caso último se debe a que esa curva especifica alcanza su punto de cortante máximo antes del desplazamiento de $0,018 * h$.

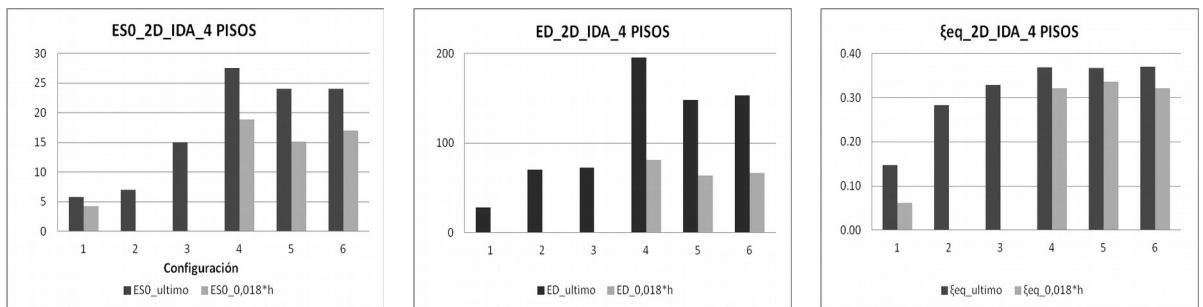
Los valores de energía de deformacion elastica (ESO) y energía disipada por amortiguamiento histerético (ED) de la Figura 15 corresponde a los casos de análisis estático no lineal. Se nota un incremento significativo de la energía de deformación elástica y energía disipada por amortiguamiento histerético en la configuración 4 respecto a las demás configuraciones; de manera general los máximos valores son alcanzados por las configuraciones de EBF. La energía elástica y disipada por amortiguamiento histerético es bastante baja para las configuraciones 1 y 2. En cuanto a los valores de amortiguamiento equivalente las configuraciones excéntricas representan los casos con valores más altos mientras que los menores amortiguamientos se obtienen de los casos de MRF y CBF en X. (configuración 1 y 2).



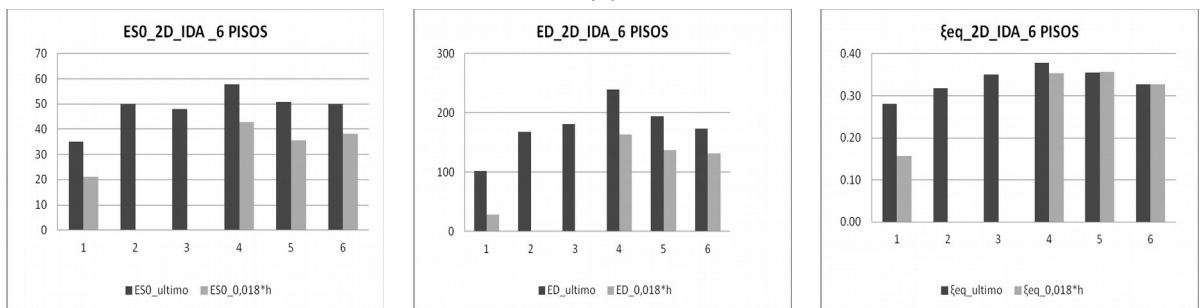


(d)

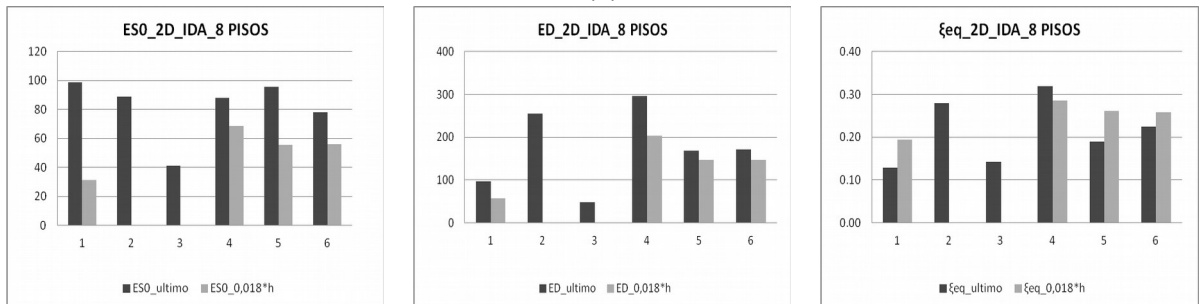
Figura 15 ESO (Energía elástica T^*m), ED (Energía disipada por amortiguamiento histerético T^*m) y ξ_{eq} (amortiguamiento equivalente), para análisis estático no lineal de modelos 2D; 4 (a), 6 (b), 8 (c) y 10 (d) pisos.



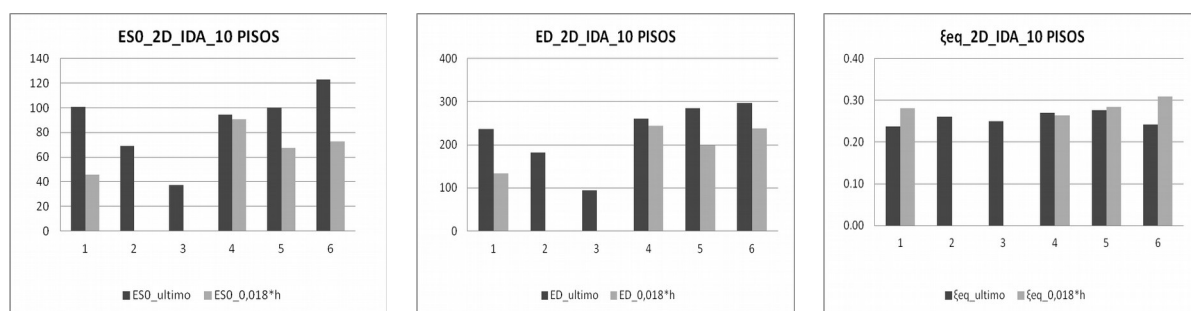
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 16 ESO (Energía elástica T^*m), ED (Energía disipada por amortiguamiento histerético T^*m) y ξ_{eq} (amortiguamiento equivalente), para análisis dinámicos incremental de modelos 2D; 4 (a), 6 (b), 8 (c) y 10 (d) pisos.

En la Figura 16 se muestran los parámetros de disipación de energía obtenidos del análisis IDA. Los mayores valores de energía elástica y energía disipada por amortiguamiento histerético resultan de las configuraciones de EBF en edificios de 4 y 6 pisos. En edificios de 8 y 10 pisos, la configuración 1 logra valores cercanos a los obtenidos de EBF para ESO, mientras que los menores valores se obtienen de la configuración 3. En cuanto al amortiguamiento equivalente último los máximos son obtenidos de los EBF.

6. CONCLUSIONES

En el presente trabajo se ha presentado un estudio comparativo del comportamiento de estructuras de acero de 4, 6, 8 y 10 pisos, diseñadas conforme a las normas venezolanas vigentes y reforzándolas adicionado en los pórticos perimetrales arriostramientos concéntricos (CBF en “X” y “V” invertida) y excéntricos (EBF en “V” invertida con eslabón horizontal en viga, “Y” invertida y en “X” con eslabón vertical). Las estructuras resultantes se han analizado mediante análisis estático no lineal con empuje incremental o análisis pushover y análisis dinámico incremental (IDA). Haciendo uso de los puntos característicos de la representación bilineal de las curvas se realizó el cálculo de parámetros importantes de la respuesta sismorresistente como lo son reserva de resistencias, ductilidades, rigideces y los relacionados con la capacidad de disipación de energía como objetivo principal.

De acuerdo a los resultados obtenidos se logra disminuir significativamente de los valores de derivas al incorporar los arriostramientos en los pórticos perimetrales de las edificaciones, lográndose las mayores disminuciones al incorporar CBF. Por su parte las edificaciones reforzadas con EBF presentan un comportamiento intermedio al compararlos con los casos de MRF y CBF.

Al reforzar con EBF la resistencia de la estructura prácticamente se duplica respecto al edificio sin reforzar (MRF) y se logra mayor capacidad de deformación al incursionar en el rango inelástico al compararlo con los CBF, lo cual se refleja en un aumento de ductilidades y capacidad de disipación de energía. Las curvas obtenidas al reforzar con EBF en “Y” invertida y en “X” con

eslabón vertical (configuraciones 5 y 6) poseen un comportamiento bastante similar.

De acuerdo a los valores de ductilidades obtenidas se nota gran ventaja al usar EBF en comparación con los valores obtenidos de CBF. En todos los casos analizados los valores de ductilidad se incrementaron al reforzar con EBF, mientras que al reforzar con CBF las ductilidades se ven disminuidas en comparación con MRF.

En cuanto a los valores de reserva de resistencia, estos se incrementan al incorporar arriostramientos tanto concéntricos como excéntricos. Los mayores valores se obtuvieron al reforzar con CBF en "X" y EBF en X con eslabón vertical, lográndose en algunos casos duplicar los valores de reserva de resistencia del caso sin arriostramientos.

Considerando las áreas bajo las curvas se ha estimado la energía disipada por amortiguamiento histerético, energía de deformación elástica y amortiguamiento equivalente. Los valores correspondientes a energía de deformación elástica y energía disipada por amortiguamiento histerético logran en los EBF valores mayores a los obtenidos de los MRF y CBF. En cuanto al amortiguamiento equivalente obtenidos aun cuando se obtienen valores cercanos en las seis configuraciones en estudio, se nota que los más altos corresponden al caso de usar EBF. Por lo tanto las edificaciones reforzadas con diagonales excéntricas logran la mayor capacidad de disipación de energía.

De acuerdo a los resultados obtenidos se puede afirmar que el uso de diagonales excéntricas para el reforzamiento de edificios resulta eficiente ya que es posible logran disminuciones significativas de las derivas de entrepiso al compararlo con los MRF, lo cual se traduce en menor cantidad de daños en las edificaciones ante la ocurrencia de sismos, aunado a que a través de esta tipología se logran estructuras más dúctiles al compararlas con los casos de CBF, y por tanto una mayor capacidad de disipación de energía. Es importante señalar que la elección correcta de la configuración de EBF juega un papel muy importante en el comportamiento de la estructura, y ésta debe ser cuidadosamente estudiada.

Se recomienda extender la investigación para el análisis de estructuras de acero con irregularidades en planta y elevación, estudiar más configuraciones y tipologías, así como realizar el estudio presentado en este trabajo utilizando suelos blandos a fin de determinar y comparar el comportamiento al introducir estas variantes respecto a lo aquí obtenido. Adicionalmente realizar ensayos en laboratorio para las barras eslabones de los casos en estudio y de los pórticos que los incorporan para así calibrar los resultados aquí obtenidos y finalmente se recomienda un estudio detallado del diseño de las conexiones en los casos de EBF, siguiendo las disposiciones contenidas en las provisiones sísmicas del AISC-10 [18].

AGRADECIMIENTOS

El tercer autor desea expresar su agradecimiento al Programa Becas Prometeo de la Senescyt del Ecuador, bajo cuyo financiamiento se desarrolla este trabajo. De igual manera desea agradecer al CDCHT de la UCLA (Venezuela) y al Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción de la ESPE (Ecuador).

REFERENCIAS

1. AISC Committee on Specifications (2010) Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago, Illinois, Estados Unidos.
2. COVENIN 1618 (1998). Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los estados Límites. Ministerio de desarrollo Urbano. Fondonorma. Caracas, Venezuela.
3. COVENIN 1756 (2001). Norma de Edificaciones Sismorresistentes. Ministerio de desarrollo Urbano. Fondonorma, Funvisis. Caracas, Venezuela.
4. Elnashai A.S y Disarno, S. (2008). Fundamental of Earthquake Engineering. Wiley. Chichester, Reino Unido.
5. Herrera R., Vielma J.C., Pujades L.G. y Barbat A.H. (2013). Estado del conocimiento sobre metodologías de evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios. *Revista Ingeniería y Sociedad*. Vol. 8, N° 1. Universidad de Carabobo, Valencia, Venezuela.
6. Kalkan E. y kunnath S. (2004). Method Of Modal Combination For Pushover Analysis Of Buildings. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Paper no. 2713. Vancouver, Canada.
7. Lobo, W., Márquez, E. y Vielma, J.C. (2012). Assessment of the energy dissipation capacity of steel buildings with eccentric braces. 15 World Conference on Earthquake Engineering. Lisbon, Portugal.
8. Márquez, E , Lobo, W., y Vielma, J.C. (2013). Evaluación de la capacidad de disipación de energía de edificios de acero con diagonales excéntricas.(Pag. 16). *Sísmica Magazine*. año 2. N° 7, Valencia, Venezuela
9. Moreno, R. (2006). *www.tdc.cat*. Recuperado el 2012, de <http://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6247/05RMG05de12.pdf?sequence=5>
10. Ugel R. y Vielma J.C. (2012). Análisis dinámico no lineal de edificio educacional con estructura de acero. Barquisimeto, Venezuela. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*. Vol.17, N° 1. Quito, Ecuador

11. Ugel R., Vielma J.C., Romero L. y Pérez S. (2012). Respuesta sísmica de edificaciones aporticadas de acero de mediana altura con diagonales tipo V invertida proyectados conforme a las normas venezolanas. *Gaceta Técnica de Ingeniería Civil*. En prensa. Barquisimeto, Venezuela.
12. Ugel R., Vielma J.C., Herrera R., Pérez S. y Barbat A. (2012). Seismic response of high rise steel framed buildings with chevron-braced designed according to Venezuelan codes. *Natural Science, Earthquake Special Issue. August 2012. California, ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA*. Doi:10.4236/ns.2012.
13. Vamvatsikos D., Cornell Allin (2002). The Incremental Dynamic Analysis And Its Application To Performance-Base Earthquake Engineering. 12th European Conference on Earthquake Engineering. Paper No 479.
14. Vielma J.C. y Mendoza E. (2011). Respuesta sísmica de pórticos de acero con diagonales concéntricas tipo V invertida diseñados conforme a las normas venezolanas. *Revista Ingeniería UC*. Vol. 18, N° 1. 88-98. Valencia, Venezuela.
15. Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2010). *Non linear structural analysis. Application to evaluating the seismic safety*. Camilleri, M. (Ed) in Structural Analysis, Nova Science Publishers. New York. ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA. ISBN: 978-1-61668-987-2.
16. Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2011). *Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas*. Monografía CIMNE IS, Monografías de ingeniería sísmica. Barcelona, España. ISBN: 978-84-95999-60-3.
17. Vielma J.C., Pieruzzini J. y Yústiz A. (2012). Evaluación del proyecto sismorresistente de pórticos de acero con diagonales concéntricas tipo cruz de San Andrés. *Revista internacional de ingeniería de estructuras*. Vol. 17, N° 1. Quito, Ecuador.
18. Vielma, J.C. (2009) PACED: Programa para generación de acelerogramas compatibles con espectros. Barquisimeto: Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado.